

ANÁLISE DE VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA SUBMETIDAS À FLEXÃO SIMPLES

Mateus de Assunção Hofmann (1); Bruno do Vale Silva (2)

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1)mateus.hsa@hotmail.com (2)dovalesilva@unesc.net

RESUMO

Os avanços da tecnologia do concreto tornaram possível a utilização de concretos de alta resistência em elementos estruturais em diferentes tipos de obras, construídas em varias partes do mundo, inclusive no Brasil, entretanto, a norma brasileira se baseia em critérios usuais de cálculo com resistência até 50 MPa. Deste modo, estruturas de concreto que adotam resistências superiores a este limite devem buscar subsídios para o dimensionamento em normas internacionais. O presente trabalho busca analisar aspectos e parâmetros relevantes do comportamento estrutural referente à flexão simples de vigas de concreto de alta resistência (CAR), utilizando os conceitos consagrados do dimensionamento na ruptura com adaptações pertinentes ao produto estabelecidas pelas principais normas internacionais que contemplam em seus textos concretos de alta resistência. Foram instrumentadas 9 vigas com armadura e dimensões constantes sendo divididas em 3 classes de resistência: C30, C70 e C90. As vigas foram expostas à carga constante, monotônica e de curta duração em ensaio de flexão à quatro pontos realizados no Laboratório Experimental de Estruturas (LEE) da Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC), obtendo-se os momentos correspondentes aos Estádios de carregamento afim de comparar com os resultados experimentais por meio dos diagramas momento-curvatura, diagrama momento-deformação do concreto e da armadura, e a linha elástica correspondente. Foram medidos os deslocamentos no centro do vão teórico e nos terços em todas as vigas, bem como as deformações específicas na face superior da viga e na face inferior da armadura com extensômetros elétricos. Observou-se que as deformações específicas do concreto são menores para classes de maior resistência em função do aumento da fragilidade. A capacidade resistente de vigas de concreto armado submetidas à flexão simples não é proporcional ao aumento da resistência à compressão do concreto, dado um dimensionamento com possibilidades de se determinar as dimensões dos elementos, entretanto, em estruturas que são pré-estabelecidas dimensões máximas, e a qualidade intrínseca do material proporciona benefícios no que se refere à durabilidade da estrutura, podendo ser fatores decisivos na escolha deste concreto.

Palavras chave: vigas, concreto de alta resistência (CAR), flexão simples.

1. INTRODUÇÃO

Os avanços tecnológicos nos últimos anos tornaram possível a concepção de concretos com características mecânicas, físicas e químicas superiores em relação às propriedades desejáveis para execução de estruturas de grande porte, aumentando o consumo de tais materiais principalmente na última década.

Segundo diversos autores (AÏTCIN e NEVILLE, 1993; DAL MOLIN, 1995; HELENE e HARTMANN, 2003), o concreto de alta resistência foi inicialmente desenvolvido para ser utilizado como elemento estrutural em pontes e edifícios com grandes alturas.

Em tais edifícios o aumento da capacidade de carregamento permite a execução de pilares e vigas de menores dimensões, resultando em maior área útil aos pavimentos, principalmente nos andares inferiores sobrecarregados, reduzindo a carga permanente da estrutura e a carga nas fundações, no entanto, com o aumento da resistência à compressão a ductilidade¹ do elemento estrutural diminui (GAMINO, 2003, p. 7).

Nos últimos anos surgiram muitas investigações por pesquisadores (BENHARDT & FYNBOE, 1986; SILVA, 1995; SIMÕES, 1997; ARNAUD 2002 e MERTOL 2006) e textos normativos sobre o comportamento de elementos estruturais armados construídos com concretos de alta resistência, com o intuito de pesquisar a capacidade resistente nas peças, no entanto, revelaram conclusões que necessitam de maior confiabilidade.

Sabendo da importância de garantir segurança aos usuários, já que é um produto relativamente novo e requer certa quantidade de estudos para tal confiabilidade mencionada anteriormente, e principalmente colaborar para o crescimento sustentável e econômico das instituições públicas e privadas ligadas ao setor da construção fazem-se necessário que as recomendações propostas por órgãos competentes por meio de normas específicas, englobem diretrizes para projeto e dimensionamento de estruturas armadas de concreto de alta resistência.

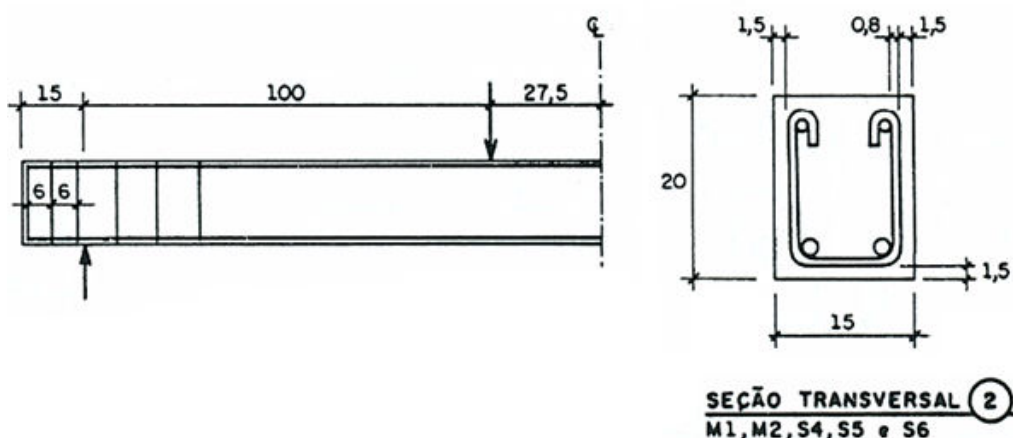
O estudo pretende permitir o enriquecimento do assunto à base de dados experimentais que servirá de apoio em atualizações da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2007) nos quesitos de dimensionamento de concretos com mais de 50 MPa, disseminando conhecimentos específicos ao meio técnico tratando-se da utilização de concretos de alta resistência em vigas armadas.

¹ A ductilidade global μ_d de vigas pode ser obtida pelas relações: $\mu_d = \frac{\delta_u}{\delta_y}$.

Onde: δ_u é o deslocamento máximo na ruptura e δ_y é o deslocamento máximo no momento de plastificação.

No trabalho desenvolvido por BENHARDT & FYNBOE (1986, p. 19-26) foram testadas vigas de concreto de alta resistência (81,3 e 102,9 MPa), com taxas de armadura e dimensões constantes como ilustra a *Figura 2*. Os resultados mostram que um acréscimo de 26,6 % na resistência à compressão aumenta a resistente à flexão das vigas em 5,8 % (*Tabela 3*).

Figura 1 – Ensaio de BENHARDT & FYNBOE.



Fonte: BENHARDT & FYNBOE (1986).

Tabela 1 – Resultados obtidos por BENHARDT & FYNBOE.

Viga	$f_{ck,est}$ (MPa)	A_s (cm ²)	B x H x L (cm)	$M_{u,exp}$ (kN.m)
M1A	81,30	4,02	15 x 20 x 200	33,10
M1B	81,30	4,02	15 x 20 x 200	31,90
M1C	102,90	4,02	15 x 20 x 200	34,40

Fonte: BENHARDT & FYNBOE (1986).

O objetivo geral desta pesquisa visa estudar e verificar experimentalmente a resistência à flexão de vigas com taxa de armadura e dimensões constantes, sendo incrementada apenas a resistência dos concretos empregados, com o intuito de analisar o comportamento frente à momento de fissuração, plastificação, ruptura, observando as deformações, curvaturas e deslocamentos.

Na Tabela 2, são apresentados os principais dados coletados no trabalho, com o objetivo de analisar o comportamento mecânico de vigas armadas com concretos convencionais e de alta resistência:

Tabela 2 – Dados experimentais coletados.

Características experimentais das vigas	
1	Momentos de Fissuração, Plastificação e Último
2	Deformação Última Específica do Concreto e do Aço
3	Linha Elástica da Viga em diferentes Estádios de Carregamento
4	Deslocamento máximo no Estado Limite Último e de Serviço
5	Diagrama Momento-Curvatura

Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento desta pesquisa foram produzidas três classes distintas de concretos, sendo uma de concreto convencional (C30) e duas de alta resistência (C70 e C90). O concreto convencional seguiu o método de dosagem IPT/EPUSP descrito por HELENE e TERZIAN (1992). Para a dosagem de concretos de alta resistência foi utilizado o método o proposto por MEHTA e AÏTCIN (1990), este foi desenvolvido para resistências compreendidas entre 60 a 120 MPa, com o consumo de água pré-estabelecido para a classe de resistência desejada, otimizando principalmente o aditivo superplastificante.

Os materiais utilizados para a composição do concreto foram: agregado graúdo do tipo diábasio com diâmetro máximo de 19 mm e massa específica de 2,83 g/cm³; agregado miúdo com diâmetro máximo de 6,3 mm com máxima específica de 2,54 g/cm³ (ambos os agregados são da região de Criciúma/SC); cimento do tipo CP II Z - 32 (VOTORAN) com massa específica de 2,80 g/cm³; sílica ativa (TECNOSIL) com massa específica 2,22 g/cm³; e aditivo superplastificante (SP) de terceira geração à base de policarboxilato (GLENIUM 54) com massa específica de 1,08 g/cm³. A Tabela 3 mostra o consumo por metro cúbico dos materiais utilizados nos concretos.

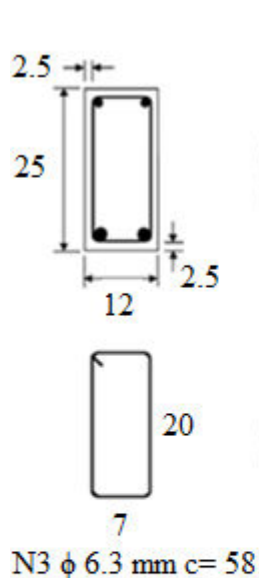
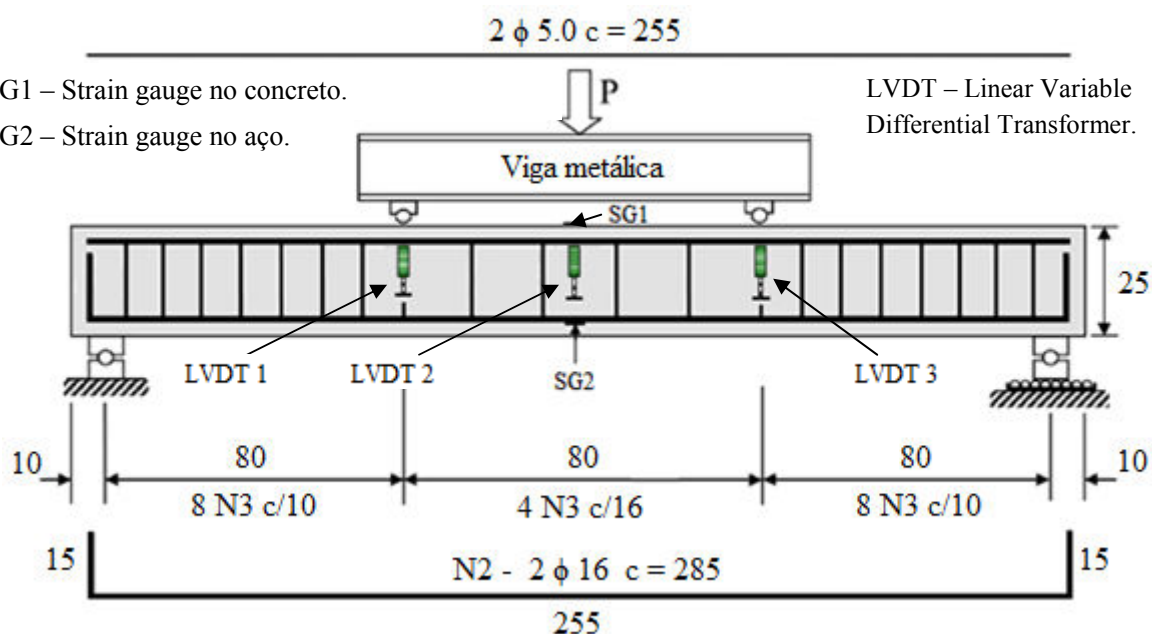
Tabela 3 – Dosagem Experimental do CAR.

f_{cj} (MPa)	CP II Z - 32 (kg/m ³)	Sílica (kg/m ³)	Água (kg/m ³)	SP (kg/m ³)	Agregado Graúdo (kg/m ³)	Agregado Miúdo (kg/m ³)	A/C	Peso Total (kg)
30	341	-	171	-	1020	856	0,5000	2388
70	431	46	155	2,79	1104	660	0,3595	2397
90	468	50	140	4,33	1140	627	0,2990	2426

Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

O modelo para análise do comportamento mecânico das vigas seguiu as recomendações de ensaio proposto por Leonhart e Walther (SUSSEKIND, 1980, p. 91), como ilustra a *Figura 2*.

Figura 2 – Modelo e instrumentação do ensaio: a) Strain gauge no aço; b) Concretagem; c) Adensamento com vibrador; d) Betonada; e) Strain gauge no concreto; f) LVDT's; g) Vista inferior-lateral; h) Vista global; i) Aquisição de dados.



2.1 MÉTODO DO DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA

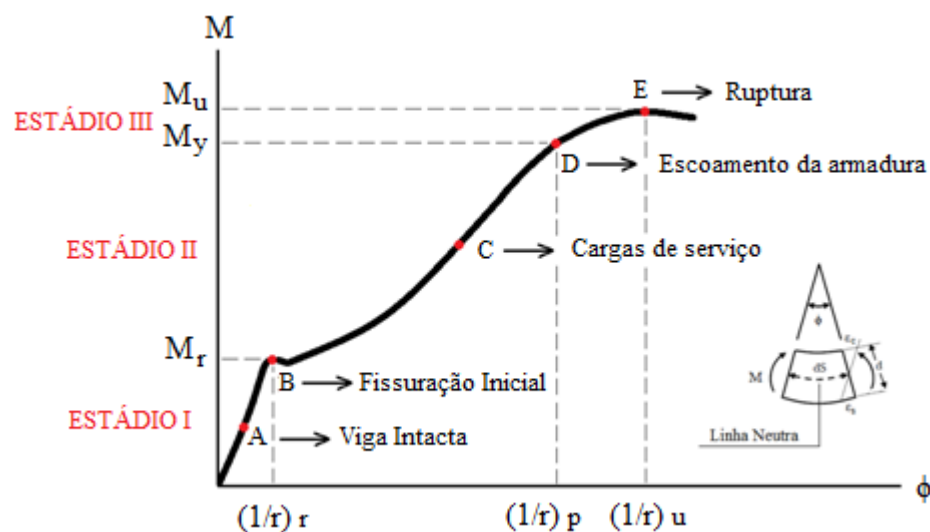
Para caracterizar o comportamento das vigas, baseou-se na observação da relação entre o momento fletor e a curvatura formada na seção transversal da viga (*Figura 3*), com as deformações utilizadas para calcular a curvatura “ ϕ ”, definida como a mudança de ângulo para cada estágio de carregamento, dada pela Equação 1 que leva em consideração as deformações específicas obtidas pelos extensômetros elétricos (*strain gauges*) no aço e concreto, outra alternativa sugerida por (CARVALHO, 1994, p. 75) é dada pela Equação 2, com valores dos deslocamentos obtidos pelos LVDT's posicionados nos terços médios e no centro do vão teórico.

$$\phi = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} \quad (\text{Eq. 1})$$

$$\phi = \frac{2 \cdot f}{\left(\frac{L}{6}\right)^2 + f^2} \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde: ϕ é a curvatura da seção transversal; ε_s é a deformação no aço; ε_c é a deformação na fibra mais comprimida da seção transversal; d é a distância do centro da armadura até a face mais comprimida da viga; L é igual ao vão teórico da viga; f é a mediana dos deslocamentos².

Figura 3 – Diagrama momento x curvatura da seção transversal de uma viga sob flexão.



Fonte: [BORGES (2002, p. 107)] e [CARVALHO (1994, p. 47)]. “adaptado”.

² $f = LVDT2 - \left(\frac{LVDT1 + LVDT3}{2}\right)$

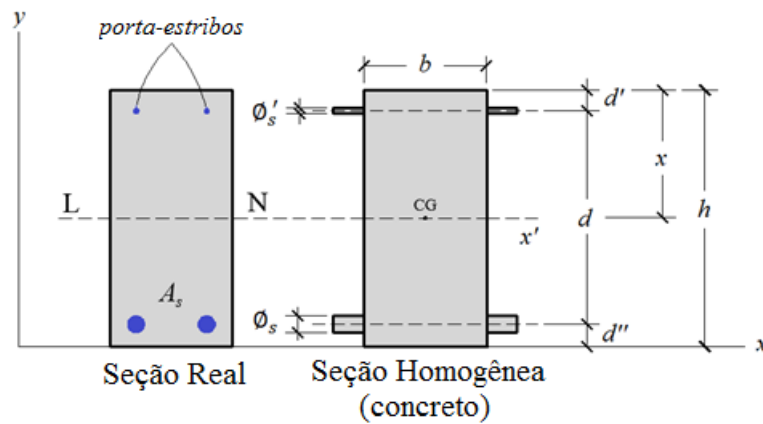
2.2 METODOLOGIA DE ANÁLISE DAS ETAPAS DE CARREGAMENTO

Para calcular o Momento de Fissuração Teórico ($M_{r \text{ teórico}}$) que ocorre a partir do instante em que as tensões de tração na face inferior de uma viga atingem a resistência à tração na flexão do concreto, ou seja, a transição do *Estádio I* para o *Estádio II*, utilizou-se a Equação 3.

$$M_r = \frac{f_{ct,f} \cdot I_I}{(h - x_I)} \quad (\text{Eq. 3})$$

Onde: M_r é o momento que ocasionará a abertura da primeira fissura; $f_{ct,f}$ é a resistência à tração na flexão do concreto; x_I é distância da linha neutra³ no *Estádio I* à fibra mais comprimida; I_I é momento de inércia⁴ da seção homogênea no *Estádio I*; h é altura da seção transversal; é necessária a homogeneização da área de aço presente, em área de concreto equivalente (*Figura 4*).

Figura 4 – Homogeneização da peça em área equivalente de concreto.



Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

$$^3 x_I = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + [(\alpha_e - 1) \cdot (A_s' \cdot d' + A_s \cdot d)]}{b \cdot h + [(\alpha_e - 1) \cdot (A_s' + A_s)]}$$

Onde: x_I é a posição da linha neutra no *Estádio I*; b é a base da seção transversal; h é a altura da seção transversal; α_e é a relação entre os módulos de deformação longitudinal do aço e do concreto ($\alpha_e = E_s/E_{ci}$), diminui-se 1 de α_e para considerar que na posição da armadura a área de concreto já foi computada uma vez no produto $b \cdot h$; A_s é a área da armadura de flexão; d é a distância da armadura de flexão até a face superior da viga; A_s' é a área da armadura de compressão ou de porta-estribo (armadura superior); d' é a distância do centro da armadura superior até a face superior da viga.

$$^4 I_I = \left[\frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - x_I \right)^2 \right] + \left[\frac{(\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot \Phi_s^2}{12} + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot [(h - x_I) - d'']^2 \right] + \left[\frac{(\alpha_e - 1) \cdot A_s' \cdot \Phi_s'^2}{12} + (\alpha_e - 1) \cdot A_s' \cdot (x_I - d')^2 \right]$$

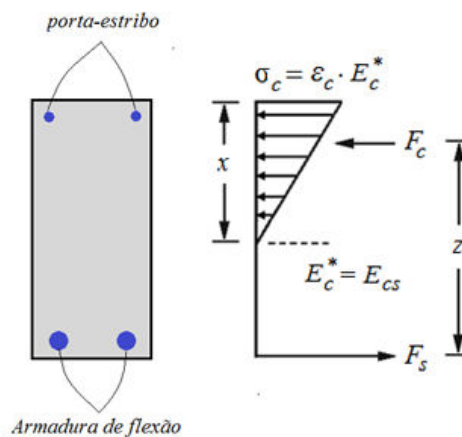
Onde: I_I é o Momento de Inércia da seção homogênea no *Estádio I*; Φ_s é o diâmetro da armadura de flexão; Φ_s' é o diâmetro da armadura de compressão ou porta-estribo (armadura superior).

Com o aumento do carregamento e o fissuramento da viga, a posição da linha neutra sobe em direção à face superior da viga. Na chegada do *Estádio II puro*, a resistência à tração passa a ser governada apenas pela armadura (*Figura 5*) e a configuração de tensões de compressão no concreto tem o formato triangular (concreto não plastificado), ou seja, o momento de plastificação⁵ ou escoamento ocorre na transição do *Estádio II* para o *Estádio III* (CARVALHO, 1994, p. 59). O cálculo do Momento de Plastificação ($M_{y\text{ teórico}}$) das vigas foi baseado no modelo proposto por LEONHARDT e MONNIG (1978, p. 105):

$$M_y = A_s \cdot f_{yk} \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3} \right) \quad (\text{Eq. 4})$$

Onde: A_s é a área de aço; f_{yk} a tensão característica de escoamento do aço; d a altura útil da viga; x_{II} a posição da linha neutra⁶ no *Estádio II puro*.

Figura 5 – Distribuição de tensões no Estádio II puro.



Fonte: CARVALHO (1994, p. 61). “adaptado”.

⁵ O momento de plastificação ou escoamento (M_y) é de fundamental importância para a estimativa da passagem da viga para o *Estádio III*, de sua amplitude em relação ao momento de formação de fissuras (M_r), bem como análise do patamar de escoamento da viga em relação ao momento último (M_u).

⁶ $x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1}$. Dados: $a_1 = \frac{b}{2}$; $a_2 = (\alpha_e^* - 1) \cdot A_s' + \alpha_e^* \cdot A_s$; $a_3 = -d' \cdot (\alpha_e^* - 1) \cdot A_s' - d \cdot \alpha_e^* \cdot A_s$.

Onde: x_{II} é a posição da linha neutra no *Estádio II puro*; $\alpha_e^* = (E_s/E_{ci}) \cdot k$, tratando-se de compatibilidade em situação de serviço; k é o fator de correção para o módulo secante de acordo com o *fib* (CEB-FIP) *Draft Model Code* (2010). Tomou-se k igual à 1.0 neste trabalho devido o agregado utilizado do tipo diabásio ter características similares ao coeficiente em questão.

Para o dimensionamento da viga na ruptura, considerou-se a relação não linear entre tensões e deformações na eminência da ruptura, levando em conta que em vigas de concreto armado podem ocorrer modos distintos de colapso que abrangem os intervalos de deformação da viga em função da profundidade da linha neutra os quais são denominados: *domínios de deformação*. No CAR, os limites⁷ entre os *domínios* 2/3 e 3/4 (viga sub e normalmente armada, respectivamente) são diferentes dos concretos convencionais por apresentam deformações últimas inferiores, com isso, buscou-se em textos normativos valores de deformação última ε_{cu} (Tabela 4).

Tabela 4 – Deformação última do concreto (ε_{cu}) segundo normas vigentes.

Norma	País	Ano	f_{ck} (MPa)	ε_{cu}
fib (CEB-FIP)	EUROPA	2010	70	0,0032
			80	0,0031
			90	0,0030
			100	0,0030
NP EN 1992-1:1	PORTUGAL	2010	$50 < f_{ck} < 90$	$\left[2,6 + 35 \cdot \left(\frac{90-f_{ck}}{100}\right)^4\right] \cdot 10^{-3}$
AS 3600	AUSTRÁLIA	2009	$60 < f_{ck} < 94$	$[2,2 + 0,015 \cdot (f_{ck} - 40)] \cdot 10^{-3}$
DIN 1045-1	ALEMANHA	2008	70	0,0025
			90	0,0023
			100	0,0022
ACI COMMITTEE 318	EUA	2008	-	0,0030
NZS 3101:1	NOVA ZELÂNDIA	2006	≤ 100	0,0030
EN 1992-1:1 EUROCODE 2	EUROPA	2004	$50 < f_{ck} < 100$	$\left[2,6 + 35 \cdot \left(\frac{90-f_{ck}}{100}\right)^4\right] \cdot 10^{-3}$
NS 3473	NORUEGA	1995	74	0,0029
			94	0,0027

Fonte: Referida na tabela.

⁷ Limites entre os domínios 2 e 3, e 3 e 4: $x_{2/3} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0,01} \cdot d$; $x_{3/4} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} \cdot d = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \left(\frac{f_{yd}}{E_s}\right)} \cdot d$.

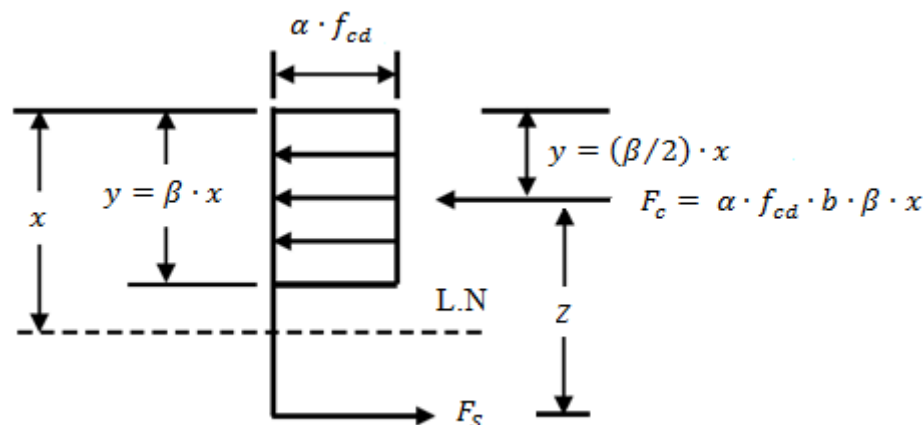
Onde: ε_{cu} é a deformação última no concreto em ‰; ε_s é a deformação no aço igual à 10 ‰; ε_{yd} é a deformação de cálculo correspondente ao escoamento no aço em ‰; f_{yd} é a tensão de escoamento do aço com coeficientes de segurança; E_s é o módulo de elasticidade do aço empregado ($CA50 \cong 210$ GPa); d é altura útil da seção transversal da viga.

Neste trabalho o cálculo do Momento Último Teórico ($M_{u\text{ teórico}}$) das vigas de concreto submetidas à flexão normal se deu no *Estado Limite Último*, onde o equilíbrio das forças de compressão e tração que geram os momentos internos (*Figura 6*) em relação a qualquer ponto (no caso, em relação ao C.G. da armadura de flexão) deve ser igual ao momento externo atuante $\Sigma M = M_u$ (CARVALHO, 2009, p. 116). Partindo do equilíbrio interno de forças em função da resistência à compressão o momento é dado por:

$$M_u = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta \cdot x \cdot \left(d - \frac{\beta}{2} \cdot x \right) \quad (\text{Eq. 5})$$

Onde: M_u é o momento último de ruptura da viga; α é o coeficiente de correção na resistência devido aos efeitos de longa duração; f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto; b é a base da seção transversal; x é a posição da linha neutra⁸; β é o coeficiente de simplificação baseado nas deformações do concreto.

Figura 6 – Modelo proposto para cálculo do Momento Último em vigas de CAR.



Fonte: ARNAUD (2002, p. 112). “adaptado as nomenclaturas”.

Vale salientar que ao projetar uma estrutura de concreto armado existem variáveis hipotéticas (coeficientes) que devem ser levadas em consideração para corretas interpretações dos resultados (HELENE 2011, p. 73-75).

⁸ $x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \beta}$

Onde: A_s é a área de aço utilizada; f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo do aço; β é dado por $\frac{(\epsilon_{cu} - \frac{1}{3} \epsilon_c)}{\epsilon_{cu}}$.

No Brasil e em outros países é adotado o método de cálculo semi-probabilista para estruturas em geral, com coeficientes parciais de segurança (majoração das ações por um lado e de minoração da resistência dos materiais por outro), conforme *Tabela 5*, trabalhando com probabilidades de ruína e não com valores deterministas e exatos (HELENE, 2011, p. 68).

Tabela 5 – Nomenclaturas de tensões hipotéticas de segurança.

Variável	Definição
σ_{cd}	Tensão de cálculo do concreto à compressão, aos 50 anos de idade, utilizada pelo projetista estrutural, admitindo uma situação hipotética e conservadora de que o carregamento máximo de projeto, nas condições dos estados limites últimos ELU, seria aplicado aos 28 dias de idade e mantido até 50 anos de idade, considerando os efeitos deletérios do carregamento ao longo do tempo.
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias de idade, esse é o valor adotado como referencial pelo projetista estrutural, e expressa o desejo que 95% do volume do concreto produzido e entregue para a construção de uma estrutura, e controlado por meio de métodos padronizados focados num corpo-de-prova moldado, apresente uma resistência à compressão. Portanto é um valor hipotético ou de gabinete (imaginário, desejado, idealizado).
$f_{ck,ef}$	Resistência efetiva característica do concreto à compressão aos 28 dias de idade, no componente estrutural, na estrutura construída. Trata-se de um valor “impossível” de ser conhecido, pois implicaria em ensaiar à ruptura todo o concreto, em cada componente da estrutura, em ensaio de carregamento único, de curta duração e monotônico.
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto à compressão aos 28 dias, em ensaio único, instantâneo e monotônico. É o recurso matemático adotado pelos projetistas estruturais admitindo que em certas situações de obra, a resistência efetiva do concreto poderá ser menor que a resistência característica idealizada em projeto, devido a diferenças de geometria, cura, adensamento, segregação, interna, variabilidade das resistências, simplificação dos modelos de cálculo, etc. Também é um valor hipotético, desejado, produzido em escritório. Os projetistas adotam esse valor minorado (ou seja, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$) ⁹ , presumindo que a execução da estrutura estará sob controle e que a mesma atenderá, no mínimo, aos critérios da ABNT NBR 14931 (2004).
$f_{ck,est}$	Resistência característica estimada à compressão do concreto, aos 28 dias de idade, representa a resistência característica do concreto à compressão de um determinado lote de concreto em exame, sendo obtido a partir da aplicação de conceitos estatísticos a um conjunto de dados que contém as resistências individuais de cada exemplar. Deve ser menor ou igual ao f_{ck} especificado pelo projetista.

Fonte: HELENE (2011, p. 73-75).

⁹ Segundo o item 5.2.2.2 da ABNT NBR 8681 (2003), f_k é a resistência característica inferior no sentido desfavorável para a segurança, ou seja, menor que a resistência média f_m e γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências, sendo: $\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} = 1.4$, onde: γ_{m1} leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica num valor extremo de menor probabilidade de ocorrência; γ_{m2} considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos-de-prova padronizados, e γ_{m3} considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos, seja em virtude do método de cálculo empregado; esse conceito é reafirmado na ABNT NBR 6118 (2007), onde se denota que γ_m refere-se a qualquer material e γ_c ao concreto, mais especificamente. No Brasil poder-se-ia adotar $\gamma_{c1} \cong 1.21$; $\gamma_{c2} \cong 1.03$; $\gamma_{c3} \cong 1.12$ (SILVA FILHO e HELENE, 2011, p.4).

Além dos coeficientes de segurança estrutural, existem outros parâmetros inerentes as equações gerais que não expressam os resultados experimentais de laboratório. Um deles é o parâmetro dos efeitos de perda de capacidade resistente da estrutura sob carga mantida de longa duração, o coeficiente α^{10} proposto por RÜSCH (1960, p. 15) é um coeficiente de minoração da resistência de projeto do concreto à compressão que leva em conta os efeitos deletérios da ação das cargas de longa duração combinado com o efeito benéfico de crescimento da resistência do concreto com o tempo. Nesse caso, a tensão de compressão de cálculo do concreto σ_{cd} aos 50 anos de idade a ser utilizada pelo projetista estrutural, seria um valor conservador, calculado a partir da multiplicação do f_{cd} obtido aos 28 dias, pelo coeficiente α .

O coeficiente de *Rüsch* é obtido pelo produto de dois coeficientes¹¹: α_1 que depende da taxa de crescimento da resistência à compressão do concreto em função do tipo de cimento a partir da data de aplicação da carga; α_2 que depende da taxa de “perda da capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” do concreto, também chamado no Brasil de efeito *Rüsch*. Ainda segundo HELENE (2011), o próprio Rüsch salienta que o decréscimo da resistência à compressão do concreto por ação das cargas de longa duração, representado neste trabalho pelo coeficiente α_2 , se manifesta de forma “constante” e independente do f_{ck} utilizado (HELENE, 2011, p. 76).

Entretanto, admitindo-se que o controle tecnológico dos materiais (fôrmas, armadura, concreto) e os ensaios experimentais das vigas foram realizados em laboratório com controle rigoroso das etapas afins, e baseado nas considerações acima, neste trabalho não foram considerados os coeficientes γ_{c1} e γ_{c3} de minoração da resistência do concreto, o coeficiente de *Rüsch*, e o coeficiente de majoração das ações. Quanto ao γ_{c2} que diz respeito à diferença da resistência medida no corpo-de-prova na prensa e a resistência real na estrutura (neste caso na viga) não foi retirado, sendo considerado igual à 1,03.

¹⁰ Alguns autores chamam esse coeficiente de β . Achou-se mais conveniente utilizar o símbolo α para não confundir com o coeficiente β de simplificação baseado nas deformações do concreto.

¹¹ Certos pesquisadores consideram que são 3 (três) coeficientes. Que além dos de α_1 e α_2 ainda deveria ser considerado um terceiro coeficiente que levasse em conta a diferença entre um corpo-de-prova cilíndrico de relação h/d igual à 2 para um pilar que teria geometria diversa desta. Esses pesquisadores atribuem a este coeficiente valores de 2% a 5%, sem especificar qual a geometria do pilar, qual a direção de extração, qual a dimensão do corpo-de-prova ou do testemunho, etc. Dada essa definição imprecisa, esse coeficiente não foi considerado, sendo admitido que o mesmo tenha pouca importância frente demais variáveis em jogo FILHO e HELENE (2011, p. 8).

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com os ensaios de resistência à flexão nas vigas foi possível obter os valores experimentais de deslocamento vertical nos pontos indicados na *Figura 2* (LVDT 1, LVDT 2 e LVDT 3) e as deformações específicas no concreto e no aço.

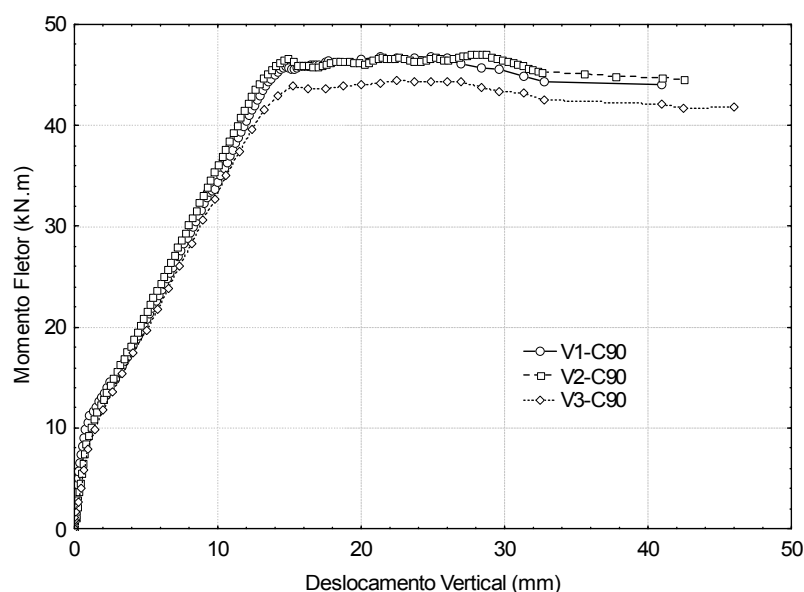
As *Figuras 7, 8 e 9* mostram os resultados obtidos da série das classes C90, C70 e C30 (três amostras de viga por classe), respectivamente, evidenciando o deslocamento vertical central (LVDT 2) com o acréscimo de momento fletor e seus respectivos modos de ruptura.

Para obter os momentos experimentais de fissuração, plastificação e último foi aplicado o modelo momento-curvatura, adotando os valores obtidos das deformações (Eq.1) conforme *Figura 10* e dos deslocamentos (Eq.2), *Figuras 11, 12 e 13*, expressos na *Tabela 6*.

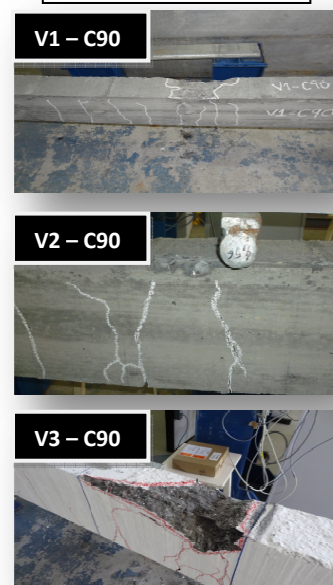
A *Figura 14* mostra as deformações específicas do concreto e do aço para as três classes de resistências sendo que apenas uma viga de cada classe foi instrumentada com extensômetros elétricos: V3 - C90, V6 - C70 e V9 - C30, e a *Figura 15* ilustra o comparativo da deformação experimental última do concreto com as recomendações das normas internacionais citadas anteriormente.

Por fim as *Figuras 16, 17 e 18* mostram a linha elástica média das classes das vigas.

Figura 7 – Curva Momento x Deslocamento Vertical e Modo de Ruptura (C90).

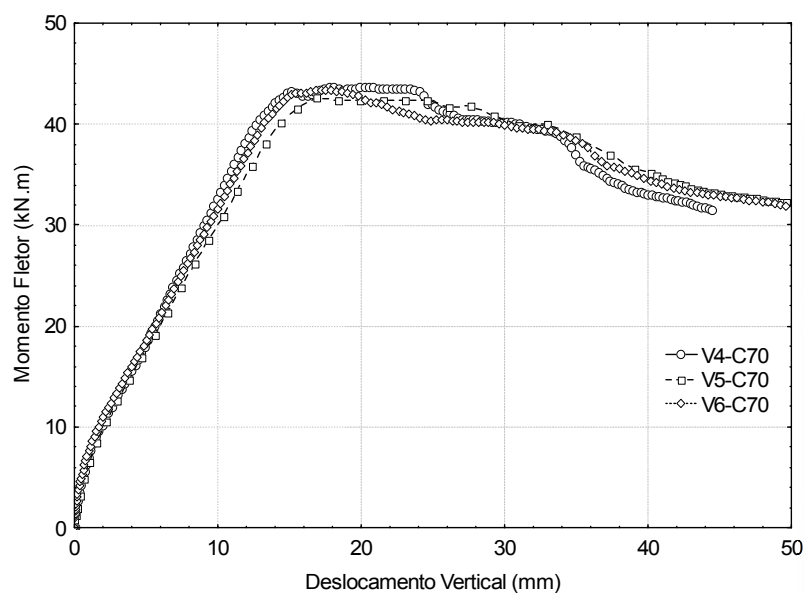


Modo de Ruptura

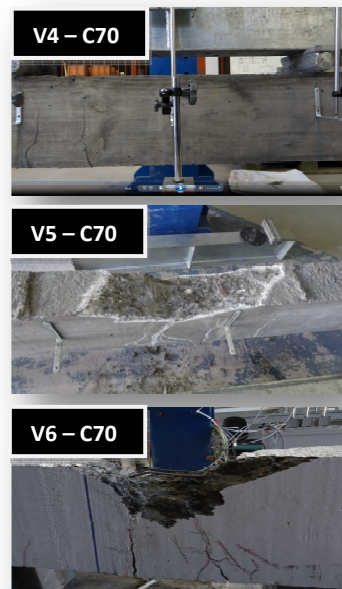


Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

Figura 8 – Curva Momento x Deslocamento Vertical e Modo de Ruptura (C70).

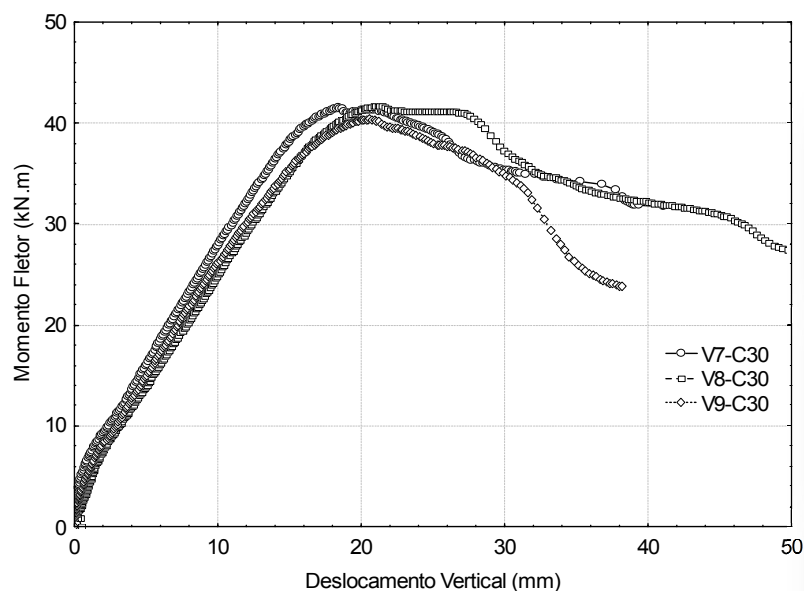


Modo de Ruptura

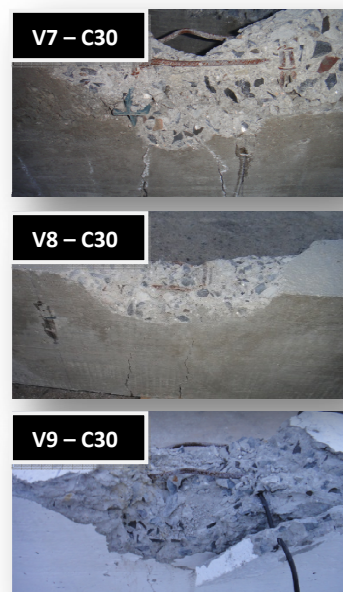


Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

Figura 9 - Curva Momento x Deslocamento Vertical e Modo de Ruptura (C30).

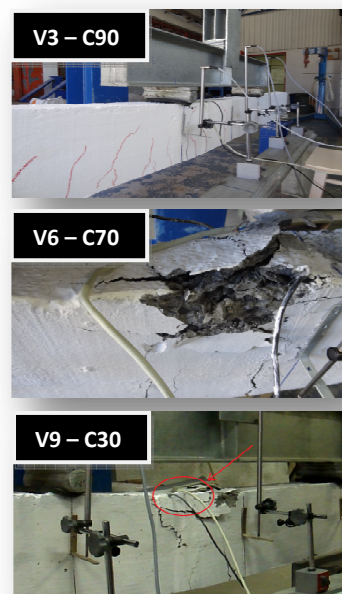
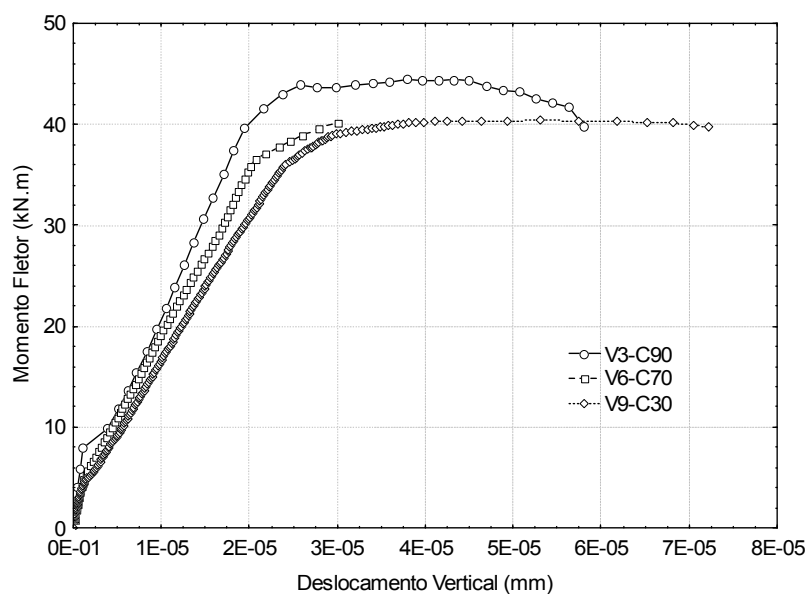


Modo de Ruptura



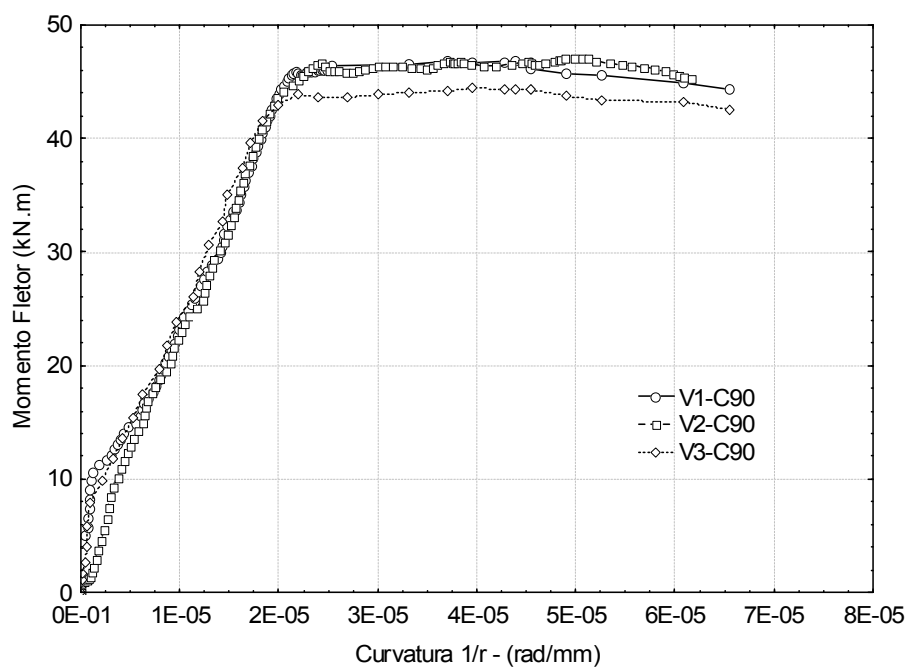
Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

Figura 10 – Curva Momento x Curvatura dos STRAIN GAUGES (V3,V6,V9).



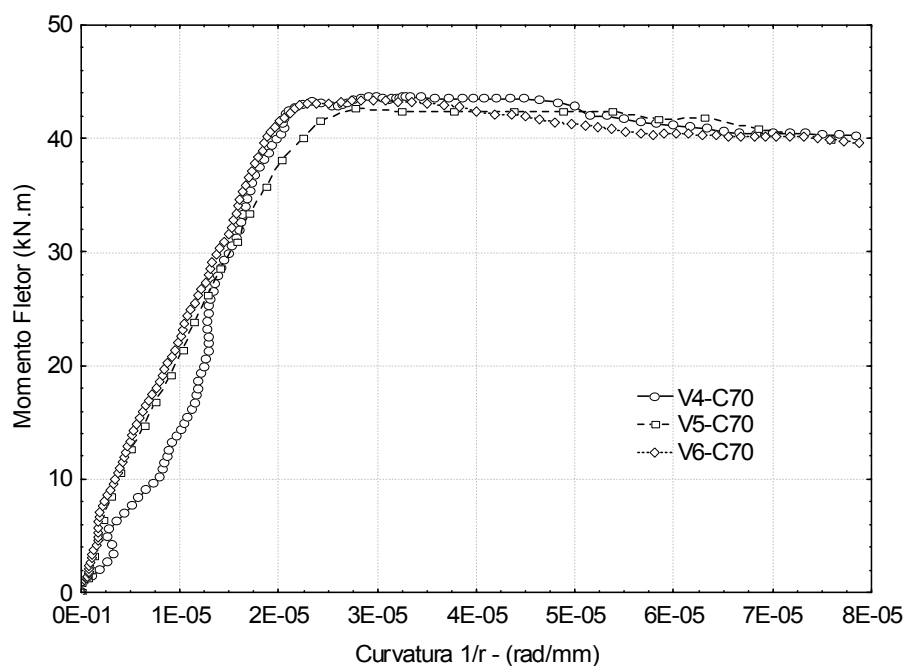
Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

Figura 11 - Curva Momento x Curvatura dos LVDT's (C90).



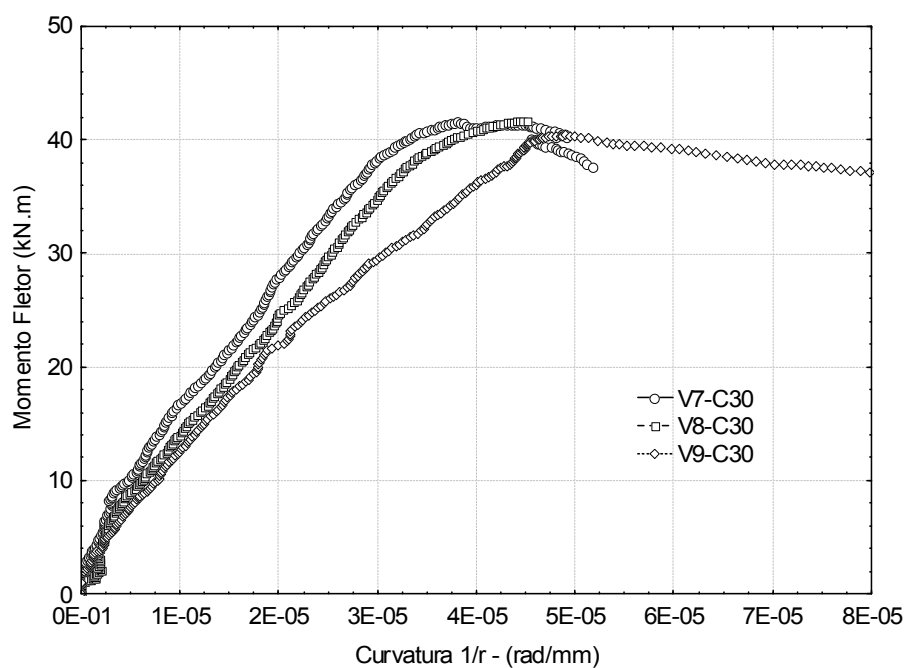
Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

Figura 12 - Curva Momento x Curvatura dos LVDT's (C70).



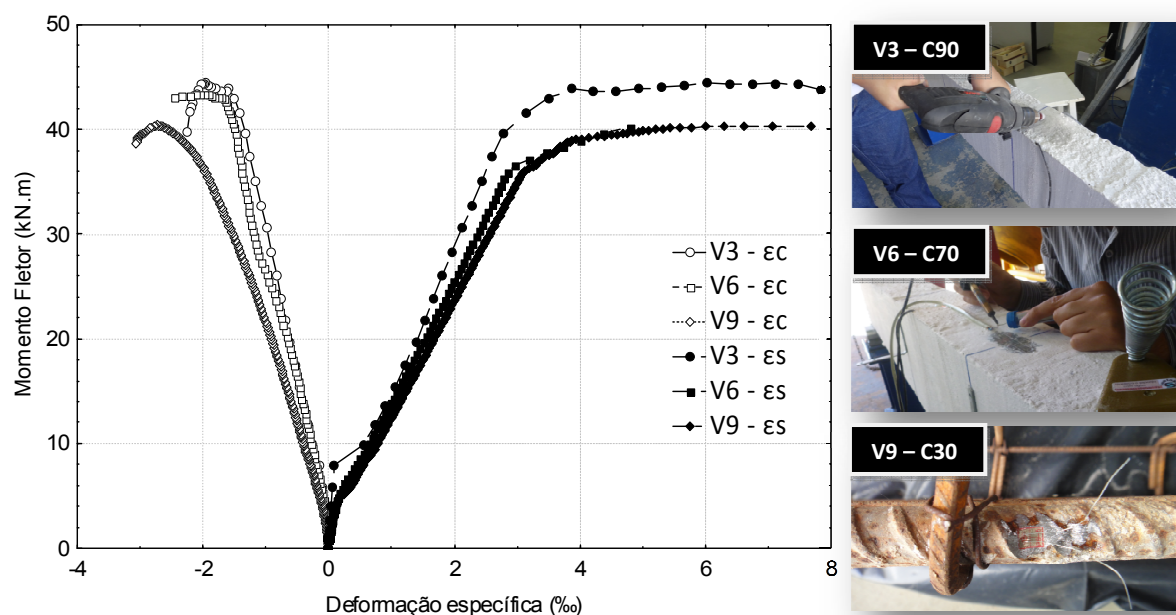
Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

Figura 13 - Curva Momento x Curvatura dos LVDT's (C30).



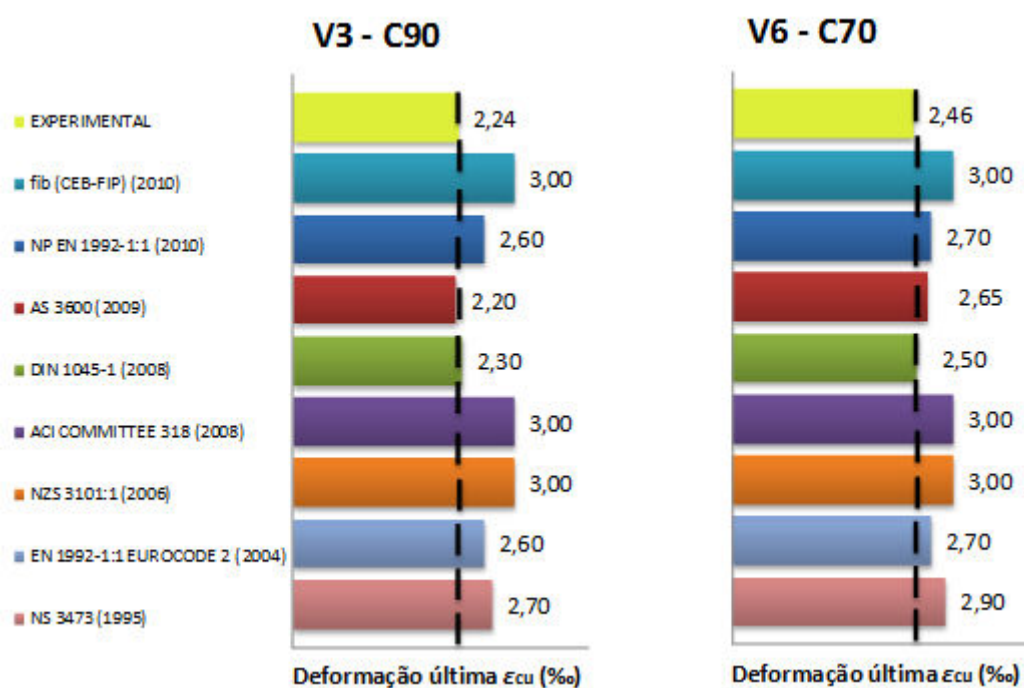
Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

Figura 14 – Deformações específicas do concreto e aço (V3/V6/V9).



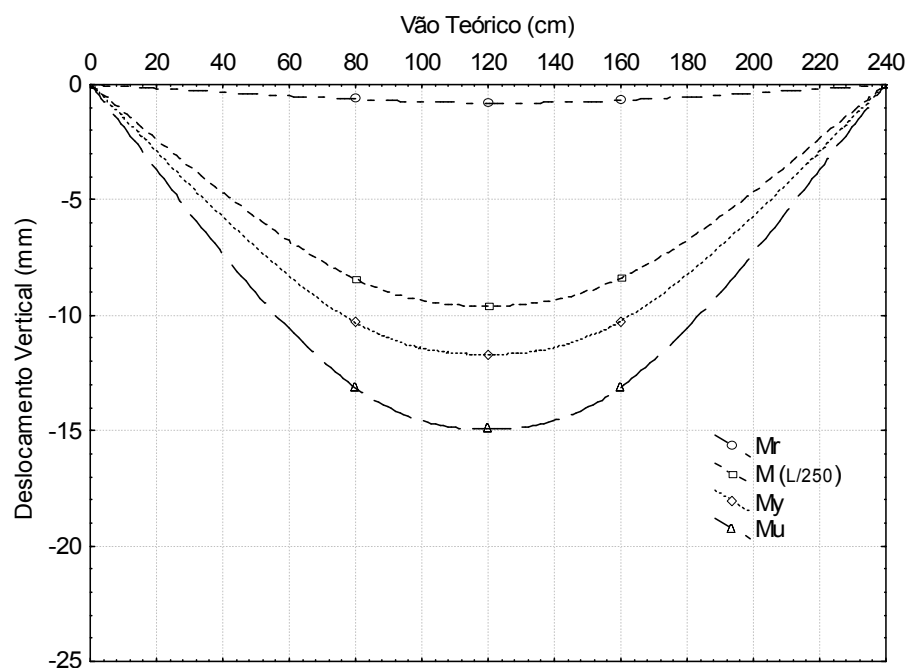
Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

Figura 15 – Comparativo ϵ_{cu} experimental entre as vigas CAR com as normas internacionais.



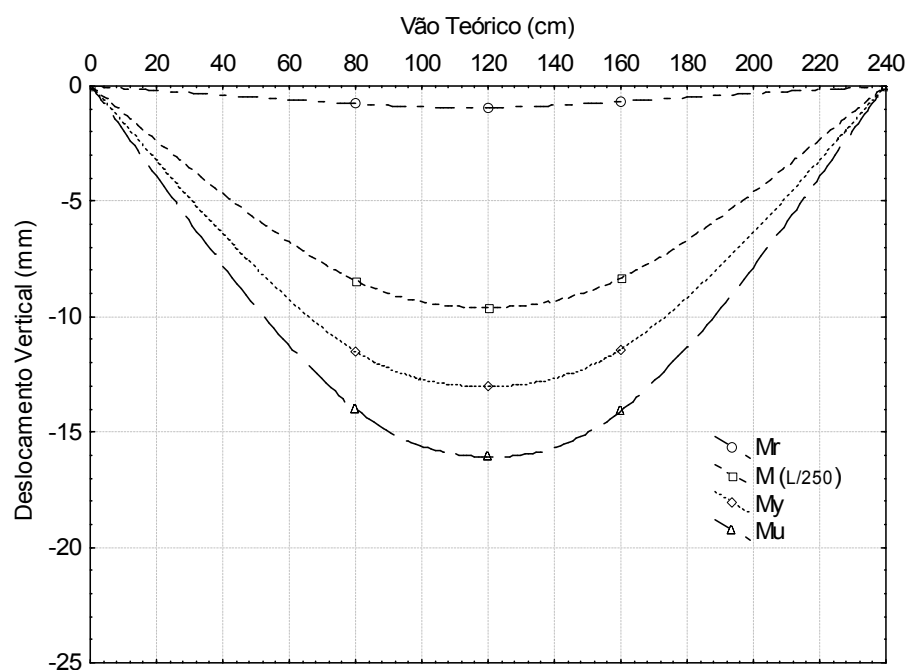
Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

Figura 16 – Linha elástica média das Classes C90.



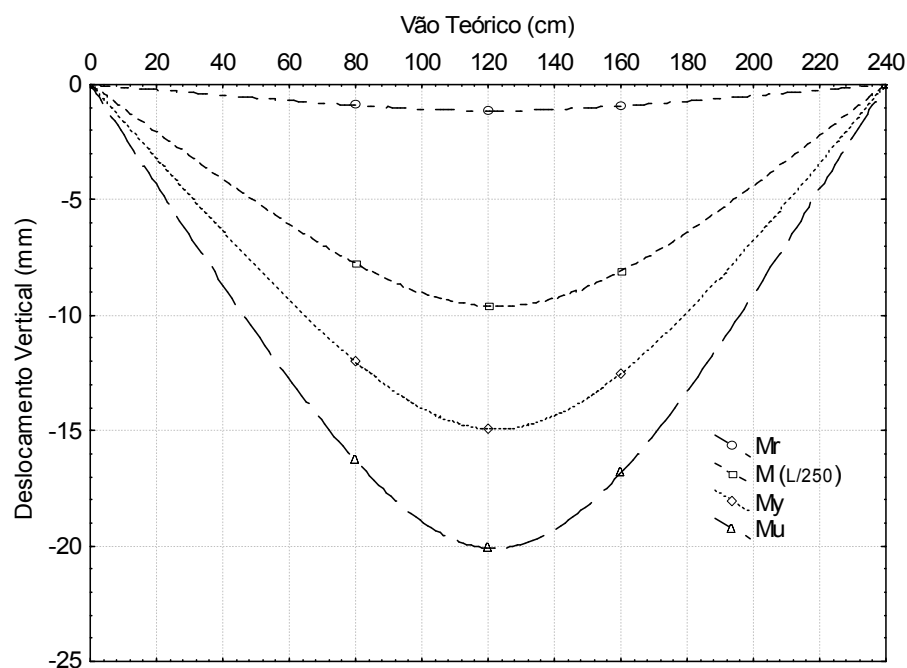
Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

Figura 17 – Linha elástica média das Classes C70.



Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

Figura 18 – Linha elástica média das Classes C30.



Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

Tabela 6 – Momentos de fissuração, plastificação, de serviço e último.

Classe	Viga	$f_{cm} \pm D.P$ (MPa)	E_{ci} (GPa)	$f_{c,f}$ (MPa)	$M_{r,exp}$ (kN.m)	$M_{l/250,exp}$ (kN.m)	$M_{y,exp}$ (kN.m)	$M_{u,exp}$ (kN.m)	$\frac{M_{r,exp}}{M_{r,teórico}}$ (kN.m)	$\frac{M_{y,exp}}{M_{y,teórico}}$ (kN.m)	$\frac{M_{u,exp}}{M_{u,teórico}}$ (kN.m)
C90	V1	98,1 ± 2,3	49,1	4,5	10,6	33,6	39,9	46,8	1,71	1,06	1,05
	V2	89,7 ± 0,8	46,3	4,4	8,4	34,7	41,6	46,6	1,37	1,11	1,05
	V3	93,7 ± 0,3	46,9	4,5	7,9	32,8	37,3	44,5	1,25	1,00	1,00
C70	V4	72,6 ± 1,1	44,6	3,9	7,0	31,9	39,3	43,6	1,29	1,06	1,00
	V5	79,3 ± 0,7	45,0	4,1	6,4	30,9	38,1	42,6	1,12	1,02	0,97
	V6	71,8 ± 0,4	43,9	3,8	6,4	30,1	40,1	43,4	1,21	1,08	0,99
C30	V7	35,9 ± 0,7	33,8	2,9	6,1	27,0	36,6	41,5	1,45	0,99	0,96
	V8	37,8 ± 0,9	39,5	2,7	5,0	24,4	36,0	41,7	1,31	0,96	1,01
	V9	35,5 ± 0,9	33,0	2,6	6,0	25,4	35,9	40,4	1,16	0,97	0,97

Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

As vigas da classe C30 tiveram uma capacidade resistente média de momento na ruptura de 41,2 kN.m, enquanto nas vigas da classe C70 e C90 esses valores subiram para 43,2 kN.m e 46,0 kN.m, respectivamente. Portanto, do acréscimo médio de 40 MPa, partindo da classe C30 para a C70, resultaram um aumento de 4,85% na capacidade resistente de momento, e do acréscimo de 20 MPa, partindo da classe C70 para a classe C90, o ganho foi de 5,55%. A diferença do ganho médio de capacidade resistente de momento das vigas da classe C90 em relação às vigas da classe C30 foi de 10,7%, entretanto, o acréscimo médio na resistência à compressão entre as classes C30 e C90 foi de 258%.

O deslocamento máximo médio na ruptura das três vigas de concreto de alta resistência das classes C90 e C70 foram de 14,9 mm e 16,0 mm respectivamente, sendo que para a classe C30 esse valor subiu para 20,1 mm. No momento de plastificação das vigas de alta resistência o deslocamento máximo médio foi de 11,7 mm para classe C90 e 13,0 mm para a classe C70, na classe C30 este valor subiu para 14,9 mm. Tais valores expressão um índice de ductilidade global " μ_d " (página 2) de 1,27 para a classe C90, 1,23 para a classe C70 e 1,35 para a classe C30, comprovando uma ductilidade menor (fragilidade) nas vigas CAR em relação às vigas com concreto convencional.

A curvatura " ϕ " nas vigas de concreto de alta resistência extraída pelo método das deformações (*Figura 10*) medidas pelos extensômetros elétricos das classes C90 e C70 representada pelas vigas V3 e V6, partindo do carregamento zero até o momento de plastificação foram de $1,83 \cdot 10^{-5}$ rad/mm e $1,93 \cdot 10^{-5}$ rad/mm (o valores de curvatura da viga V6 medidos pelas deformações foram afetados por falha/ruído no ensaio provocado pelo arrancamento dos STRAIN GAUGES com a perda de aderência do concreto no aço no intervalo entre $1,93 \cdot 10^{-5}$ rad/mm e $2,90 \cdot 10^{-5}$ rad/mm de acordo com a *Figura 10*, portanto, considera-se o menor valor entre os dois). Para a viga V9 que representa a classe C30 a curvatura foi de $2,39 \cdot 10^{-5}$ rad/mm, sendo assim a perda de rigidez da classe C30 fica evidenciada com um decréscimo médio de cerca de 27%. As curvaturas " ϕ " medidas pelo método dos LVDT's confirmaram os valores das vigas CAR: $1,81 \cdot 10^{-5}$ rad/mm para V3 e $1,88 \cdot 10^{-5}$ rad/mm para V6, enquanto que, para a V9 – C30 medida por este método apresentou $3,80 \cdot 10^{-5}$ rad/mm de curvatura, este valor representa uma perda de rigidez ainda maior (cerca de 106%) em relação as classes das vigas CAR.

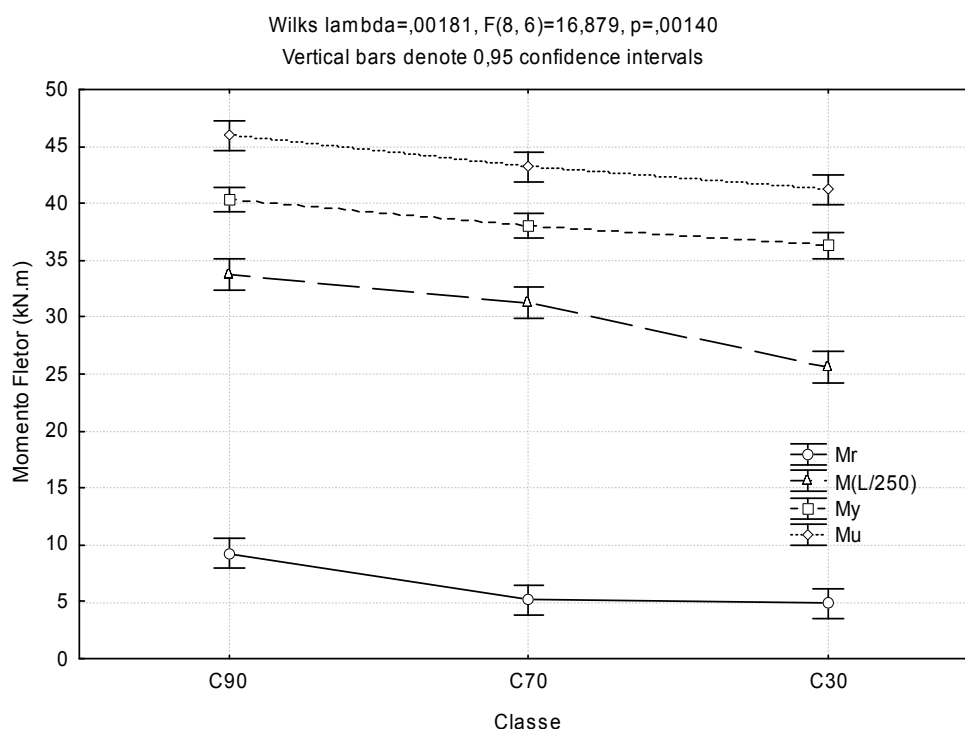
Os valores de momento de fissuração experimental das vigas demonstraram uma imprecisão quanto ao modelo teórico, as diferenças chegaram a 45% para as vigas de concreto convencional e a 71% para as vigas CAR.

A análise experimental das deformações específicas do concreto mostrou que com o acréscimo de resistência à compressão a deformação última do concreto diminui. Para a classe C90 representada pela viga V3 a deformação na tensão de pico foi de 1,96‰ e a deformação última 2,24‰. Para a classe C70 representada pela viga V6, a deformação na tensão de pico foi de 1,98‰ e a deformação última 2,46‰. Na viga V9 que representa a classe de concreto convencional C30 as deformações são maiores, 2,74‰ e 3,07‰ para as deformações na tensão de pico e última respectivamente. Assim é possível afirmar que as vigas de CAR tiveram uma deformação última em média (média das deformações últimas da V3 e V6) de 30,6% menor que a viga de concreto convencional. Considerando as observações feitas quanto às deformações últimas do concreto em relação às normas internacionais, as que mais se aproximaram dos valores experimentais foram a australiana AS 3600 (2009) e a alemã DIN 1045-1 (2008). No aço todas as vigas ensaiadas com STRAIN GAUGES apresentaram deformações superiores à f_{yd}/E_s (página 9), portanto, todas as vigas foram definidas como subarmadas.

Para a interpretação dos momentos característicos dos estágios de carregamento, realizou-se a análise estatística, por meio da metodologia análise de variância (ANOVA) dos resultados apresentados na *Tabela 6*, com intuito de verificar a influência das diferentes classes de concretos nos momentos de fissuração, plastificação, ruptura e de L/250. Pode-se designar um fator como significativo se $p\text{-value} < 0,05$, o que significa dizer que existe 5% de chance de não ser significativo, ou seja, 95% de chance de ser significativo o fator. A *Figura 19* mostra os resultados da análise de variância realizada com o auxílio do programa computacional Statistica 7.0.

Com a análise estatística (ANOVA) é possível afirmar que o momento de fissuração ($M_{r,exp}$), e o último ($M_{u,exp}$) são iguais para C30 e C70 e maior para C90. Em L/250 ($M_{l/250,exp}$) é diferente em todas as classes, evidenciando que com o aumento da resistência o momento de serviço fica mais próximo do momento de plastificação. O momento de plastificação ($M_{y,exp}$) é avaliado como sendo igual para todas as classes. Na classe C90 o momento de serviço médio entre as três vigas representou 82,5% do momento de plastificação, na classe C70 esse valor foi de 73,5%, na classe C30 o valor reduziu bruscamente para 58,7%, portanto, vigas de CAR suportam maiores cargas de serviço antes do escoamento da armadura, os resultados mostraram que esse aumento de ganho de capacidade resistente de momento de serviço médio das vigas CAR em relação as vigas de concreto de alta resistência chegou à 23,8%.

Figura 19 - Análise estatística ANOVA.



Fonte: Mateus de Assunção Hofmann.

4. CONCLUSÕES

Os resultados experimentais ficaram próximos dos calculados teoricamente com as considerações aplicadas para o dimensionamento na ruptura ($M_{exp}/M_{teórico} \approx 1$). Concluindo-se que a teoria de dimensionamento utilizada pode-se se estender para concretos de alta resistência, desde que respeitados determinados considerações no cálculo. As cargas de serviço ($M_{L/250}$) trabalharam entre os momentos de fissuração e plastificação, fator que é conveniente para o dimensionamento de vigas de concreto de alta resistência.

O incremento na resistência à compressão do concreto se mostrou pouco eficiente para aumentar a capacidade de resistência à flexão estática simples das vigas. Este fato pode tornar o CAR, a priori, não eficiente ou antieconômico ao ser aplicado em vigas. Entretanto, os benefícios que o concreto de alta resistência proporciona no que se refere à durabilidade da estrutura e possibilidade de adequação a dimensões máximas pré-estabelecidas, pode ser um fator decisivo na escolha deste concreto. Com os resultados experimentais desta pesquisa espera-se contribuir para o banco de dados da normalização brasileira de dimensionamento de estruturas de concreto armado, no que concerne à implementação de classes superiores a C50.

5. AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus que me tem proporcionado todas as condições de trabalho e saúde, e que creio ser o responsável pelo sucesso em todas as etapas desse trabalho.

Ao meu pai, José Ricardo Hoffmann e a minha mãe, Raquel de Assunção Hofmann pelo amor incondicional, ajuda e compreensão.

Ao meu querido avô Muneral Anastácio pelos ensinamentos preciosos.

Ao meu orientador Prof^o. Msc. Bruno do Vale Silva, que vem acompanhando meus passos desde as matérias das fases anteriores ao TCC, e ao Prof. Msc. Alexandre Vargas e Prof. Esp. Marcio Vito pelas sugestões para o enriquecimento deste trabalho nas bancas de qualificação e defesa.

A equipe de acadêmicos de iniciação científica do Laboratório Experimental de Estruturas (LEE) da Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC), coordenado pela Prof^a Msc. Daiane dos Santos, e pelo Prof^o. Msc. Bruno do Vale Silva, que levantou questões que ajudaram na compreensão do trabalho, e aos acadêmicos do curso de engenharia civil que me ajudaram em todo o processo de concretagem e ensaios, em especial ao acadêmico Patrick Campos de Souza.

Ao Prof^o. Dr. Fernando Pelisser e ao laboratorista Tchesare Keller, ambos do Laboratório de materiais de construção civil (LMCC) da Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC), pelo apoio nos ensaios realizados.

Ao aluno de Mestrado Josué Chies da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, que se disponibilizou para ajudar no controle e fabricação dos concretos utilizados.

A Criciúma Construções pelo fornecimento das fôrmas e armadura, e aos engenheiros Cleiton Velho Cardoso, Cléber dos Santos Cardoso, Tiago Diehl e a engenheira Patrícia Allem, que disponibilizaram a logística necessária para fabricação das vigas.

A empresa TECNOSIL pelo fornecimento da sílica ativa.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI Committee 318. **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. Farmington Hills, MI, 2005.

AÏTCIN, P. C.; NEVILLE, A. M. High-Performance Concrete Demystified. **Concrete International**, v.15, n.1, p. 21-26, January, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR: 6118**. Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro. 2007.

AUSTRALIAN STANDARD. **AS 3600**. Concrete Structures. Australia Committee BD-002. Sidney. 2009.

BERNHARDT, C. J and FYNBOE, C. C. **High Strenght Concrete Beams**. Nordic Concrete Research. Oslo. n. 5, 1986, p. 19-26.

BORGES, J. U. A. **Análise do comportamento de vigas de concreto de alto desempenho por meio da mecânica da fratura**. 2002. 280 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Área de concentração: Engenharia de Estruturas e Fundações. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

CARVALHO, ROBERTO CHUST. **Análise não-linear de pavimentos de edifícios de concreto através da analogia de grelha**. 1994. 208 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Área de concentração: Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP MODEL CODE 2010**. *Fib (CEB-FIP) Draft Model Code*. Bulletin 55. v.1. London. 2010.

DAL MOLIN, D. C. C. **Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com adição de microssilica**. São Paulo, 1995, 286p. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN 1045-1**. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Berlin. 2008.

EUROCODE 2. **EN 1992-1:1**. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. UK. 2004.

EUROCODE 2. **NP EN 1992-1:1**. Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Versão Portuguesa. 2010.

GAMINO, Luíz André. **Análise numérica da ductilidade de vigas de concreto armado convencional e de alto desempenho**. 2003. 121 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas). Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Universidade Estadual Paulista, São Paulo.

HELENE, Paulo. Análise da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas com vistas à revisão da segurança estrutural. **ALCONPAT Revista de La Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de La Construcción**. São Paulo, v.1, n.1, p.67-92, Enero-Abril. 2011.

HELENE, P.; HARTMANN, C. HPCC in Brazilian Office Tower. **Concrete International**, v. 25, n. 12, December. 2003.

HELENE, P.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo: PINI, 1992. 349p.

LEONHARDT, Fritz; MONNIG, Eduard. **Construções de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, 1978. 3.v.

MEHTA, P.K and AİTCIN, P. C. "Principles Underlying Production of High-Performance Concrete," *Cement, Concrete, and Aggregates*, CCAGDP, Vol.12, nº 2, winter 1990, pp. 70-78.

MERTOL, H. C. **Behavior of High-Strength Concrete Members Subjected to Combined Flexure and Axial Compression Loadings**. 2006. 320 p. Dissertation (Degree of Doctor). North Carolina State University.

NORWEGIAN COUNCIL FOR BUILDINGS STANDARDIZATION. **NS 3473**. Concrete structures: design rules. Oslo, Norway. 1995.

RÜSCH, H. **Researches Toward a General Flexural Theory Structural Concrete**. Journal of the American Concrete Institute. Redford Station, Detroit. n. 57-1. v. 32. p. 1-28, julho, 1960.

SILVA, Inês Santana. **Concreto de alta resistência: composição, propriedades e dimensionamento**. 1995. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo.

SILVA FILHO, Luiz Carlos Pinto da; HELENE, Paulo. Análise de estruturas de concreto com problemas de resistência e fissuração. In: ISAIA, Geraldo Cechella. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. São Paulo, SP, 2011. p. 01-41.

STANDARDS NEW ZEALAND. **NZS 3101: Part 1**. Concrete Structures Standard. Wellington. 2006.

SIMÕES, Ricardo. **Vigas de concreto de alta resistência com abertura na alma**. 1997. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo.

SÜSSEKIND, José Carlos. **Curso de concreto**. Porto Alegre: Editora Globo, 1980. v. 1. 376 p. (Enciclopédia Técnica Universal Globo).